ДОДАТОК Б

(довідковий)

ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ СТАТИЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ ТИПОВИХ ФАСАДНИХ СТІН НА ДИСТАНЦІЇ 10 МЕТРІВ ВІД ВИБУХУ

1. Вихідні газодинамічні дані навантаження

Розрахунок виконується за верифікованою базою **UN SaferGuard / IATG 01.80 / UFC 3-340-02** для бойової частини **КОФЗБЧ-90** ($m_{\text{ТНТ}} = 56{,}25$ кг) на дистанції підриву $R = 10{,}0$ м(наземний підрив на ґрунті):

і ще 1

- Масштабована зведена відстань Гопкінсона–Кренца:

$$Z = \frac{R}{m_{\text{ТНТ}}^{1/3}} = \frac{10{,}0}{56{,}25^{1/3}} = \frac{10{,}0}{3{,}8315} = 2{,}610 \text{ м/кг}^{1/3}. \quad (13)$$

- Тиск у фронті вільної падаючої хвилі (Таблиця 2.2) Методики розрахункового визначення параметрів повітряної ударної хвилі, зон ураження та безпечних відстаней при підриві боєприпасів із заданим тротиловим еквівалентом обираємо три характерні дистанції, які формують фізичні режими роботи конструкцій: $\Delta P_{\text{пад}} = 152$ кПа.
- Піковий надлишковий тиск нормального відбиття на фасаді (Таблиця 2.2) Методики розрахункового визначення параметрів повітряної ударної хвилі, зон ураження та безпечних відстаней при підриві боєприпасів із заданим тротиловим еквівалентом обираємо три характерні дистанції, які формують фізичні режими роботи конструкцій:

$$P_m = \Delta P_{\text{відб}} = 465 \text{ кПа} = 0{,}465 \text{ МПа}. \quad (14)$$

- Питомий позитивний імпульс відбитої хвилі (Таблиця 2.3) Методики розрахункового визначення параметрів повітряної ударної хвилі, зон ураження та безпечних відстаней при підриві боєприпасів із заданим тротиловим еквівалентом обираємо три характерні дистанції, які формують фізичні режими роботи конструкцій:

$$I_{\text{відб}} = 1350 \text{ Па} \cdot \text{с} = 1{,}35 \text{ кПа} \cdot \text{мс}.$$

- Еквівалентна тривалість спадаючого трикутного імпульсу (t_d):

$$t_d = \frac{2 \cdot I_{\text{відб}}}{P_m} = \frac{2 \cdot 1350}{465 \cdot 10^3} \approx 0{,}005806 \text{ с} = \mathbf{5{,}81} \text{ мс}. \quad (15)$$

2. Загальна геометрія та розрахункова схема

Для всіх варіантів розглядається фасадна стіна типового поверху висотою $H = 3{,}0$ м, розрахункова смуга шириною $b = 1{,}0$ м.

3. Покроковий алгоритм розрахунку для кожного типу стіни

Варіант 1. Монолітна залізобетонна стіна ($h = 400$ мм, монолітне защемлення)

Крок 1. Фізико-механічні параметри: Бетон С25/30 ($f'_c = 25$ МПа, $E_b = 31$ ГПа), арматура А500С ($f_y = 500$ МПа). Динамічні характеристики: $f'_{dc} = 31{,}25$ МПа; $f_{ds} = 640$ МПа; $E_{bd} = 35{,}65$ ГПа.

Крок 2. Маса та жорсткість (SDOF): $m = 1000$ кг/м; $M = 3000$ кг; при затисненні $k_m \approx 0{,}33 \Longrightarrow M_{\text{екв}} = 990$ кг. Жорсткість із тріщинами: $B_{\text{екв}} = 95{,}1 \cdot 10^6$ Н $\cdot$ м^2; $K \approx 1352 \cdot 10^6$ Н/м.

Крок 3. Власний період коливань:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{990}{1352 \cdot 10^6}} \approx \mathbf{0{,}0054}\text{ с} = \mathbf{5{,}4}\text{ мс}. \quad (16)$$

Крок 4. Визначення динамічного режиму:

$$\theta_0 = \frac{t_d}{T} = \frac{5{,}81\text{ мс}}{5{,}4\text{ мс}} = \mathbf{1{,}076} \qquad (0{,}3 \le \theta_0 \le 2{,}0) \Longrightarrow \text{динамічний проміжний режим}. \quad (17)$$

Крок 5. Розрахунок коефіцієнта динамічності ($K_{\text{дин}}$): Нормативна пластичність: $\mu = 2{,}0$. За аналітичною формулою динамічного режиму (Гілка В):

$$K_{\text{дин}} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \cdot \left[1 - \frac{1}{2\mu \cdot \theta_0}\right] + \frac{1}{2\mu} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \left[1 - \frac{1}{2 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}076}\right] + \frac{1}{4}. \quad (18)$$

$$K_{\text{дин}} = \frac{1}{1{,}732} \cdot [1 - 0{,}2323] + 0{,}250 = \frac{0{,}7677}{1{,}732} + 0{,}250 = 0{,}443 + 0{,}250 = \mathbf{0{,}693}.$$

Крок 6. Еквівалентне статичне навантаження та перевірка:

$$P_{\text{екв}} = K_{\text{дин}} \cdot P_m = 0{,}693 \cdot 465\text{ кПа} \approx \mathbf{322}\text{ кПа}.$$

Перевірка несучої здатності: монолітна залізобетонна стіна товщиною 400 мм при робочому армуванні Ø14–Ø16 кроком 150 мм має несучу здатність на згин $r_u \approx 350...420$ кПа. Прямий опорний зріз $V_{\max} \approx 650$ кН/м $\ll V_d = 1968$ кН/м. **Стійкість повністю забезпечена**, пошкодження незначні (клас сховищ А-II / А-III).

Варіант 2. Збірна залізобетонна панель ($h = 400$ мм, шарнірне обпирання на закладних)

Крок 1. Фізико-механічні параметри: Бетон С20/25, арматура А500С.

Крок 2. Маса та жорсткість: $M_{\text{екв}} = 1176$ кг; жорсткість з урахуванням вузлів $K \approx 202 \cdot 10^6$ Н/м.

Крок 3. Власний період коливань:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{1176}{202 \cdot 10^6}} \approx \mathbf{0{,}0152}\ \text{с} = \mathbf{15{,}2}\ \text{мс}. \quad (19)$$

Крок 4. Визначення динамічного режиму:

$$\theta_0 = \frac{t_d}{T} = \frac{5{,}81\ \text{мс}}{15{,}2\ \text{мс}} = \mathbf{0{,}382}; \qquad (0{,}3 \le \theta_0 \le 2{,}0) \Longrightarrow \text{динамічний проміжний режим}. \quad (20)$$

Крок 5. Розрахунок коефіцієнта динамічності ($K_{\text{дин}}$): Нормативна пластичність: $\mu = 2{,}0$. За аналітичною формулою Гілки В:

$$K_{\text{дин}} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \left[1 - \frac{1}{2 \cdot 2{,}0 \cdot 0{,}382}\right] + \frac{1}{4} = \frac{1}{1{,}732} \cdot [1 - 0{,}6545] + 0{,}250 = \frac{0{,}3455}{1{,}732} + 0{,}250 = 0{,}1995 + 0{,}250 \approx \mathbf{0{,}45}.$$

Крок 6. Еквівалентне статичне навантаження та перевірка:

$$P_{\text{екв}} = K_{\text{дин}} \cdot P_m = 0{,}45 \cdot 465 \text{ кПа} \approx \mathbf{209} \text{ кПа}.$$

Перевірка несучої здатності: еквівалентний тиск 209 кПа відповідає класу сховища **А-III** (200 кПа). Загальна згинальна міцність панелі та надійність закладних деталей на дистанції 10 м повністю забезпечуються без ризику випадання панелі всередину.

Варіант 3. Цегляна кладка $\boldsymbol{h = 380}$ мм(1,5 цегли, шарнірне спирання по перекриттях)

Крок 1. Фізико-механічні параметри: Цегла М100 на розчині М75; $\rho = 1800$ кг/м^3; $E_{\text{дин}} = 3{,}0$ ГПа.

Крок 2. Маса та жорсткість: $M_{\text{екв}} = 923{,}4$ кг; $K \approx 39{,}02 \cdot 10^6$ Н/м.

Крок 3. Власний період коливань:

$$T = \mathbf{0{,}0306} \text{ с} = \mathbf{30{,}6} \text{ мс}.$$

Крок 4. Визначення динамічного режиму:

$$\theta_0 = \frac{t_d}{T} = \frac{5{,}81 \text{ мс}}{30{,}6 \text{ мс}} = \mathbf{0{,}190} < 0{,}3 \Longrightarrow \text{імпульсний режим. (21)}$$

Крок 5. Розрахунок коефіцієнта динамічності ($K_{\text{дин}}$): Гранична пластичність неармованої кладки: $\mu = 1{,}2$. За формулою імпульсного режиму (Гілка А):

$$K_{\text{дин}} = \frac{\pi \cdot \theta_0}{\sqrt{2\mu - 1}} = \frac{3{,}1416 \cdot 0{,}190}{\sqrt{2 \cdot 1{,}2 - 1}} = \frac{0{,}5969}{\sqrt{1{,}4}} = \frac{0{,}5969}{1{,}183} = \mathbf{0{,}505}.$$

Крок 6. Еквівалентне статичне навантаження та перевірка:

$$P_{\text{екв}} = K_{\text{дин}} \cdot P_m = 0{,}505 \cdot 465 \text{ кПа} \approx \mathbf{235} \text{ кПа}.$$

Перевірка несучої здатності: граничний опір кладки 380 мм на згин становить $r_u \approx 60...90$ кПа. Оскільки $P_{\text{екв}} = 235$ кПа $> r_u$майже втричі, **стіна зазнає розтріскування швів і обвалення всередину приміщення**.

Варіант 4. Цегляна кладка $h = 510$ мм(2 цегли, шарнірне спирання по перекриттях)

Крок 1. Фізико-механічні параметри: Цегла М100 на розчині М75; $\rho = 1800$ кг/м^3; $E_{\text{дин}} = 3{,}0$ ГПа.

Крок 2. Маса та жорсткість: $M_{\text{екв}} = 1239{,}3$ кг; $K \approx 94{,}33 \cdot 10^6$ Н/м.

Крок 3. Власний період коливань:

$$T = \mathbf{0{,}0228} \text{ с} = \mathbf{22{,}8} \text{ мс}.$$

Крок 4. Визначення динамічного режиму:

$$\theta_0 = \frac{t_d}{T} = \frac{5{,}81 \text{ мс}}{22{,}8 \text{ мс}} = \mathbf{0{,}255} < 0{,}3 \Longrightarrow \text{імпульсний режим. (22)}$$

Крок 5. Розрахунок коефіцієнта динамічності ($K_{\text{дин}}$): Гранична пластичність: $\mu = 1{,}2$. За формулою Гілки А:

$$K_{\text{дин}} = \frac{\pi \cdot \theta_0}{\sqrt{2\mu - 1}} = \frac{3{,}1416 \cdot 0{,}255}{\sqrt{1{,}4}} = \frac{0{,}8011}{1{,}183} = \mathbf{0{,}677}.$$

Крок 6. Еквівалентне статичне навантаження та перевірка:

$$P_{\text{екв}} = K_{\text{дин}} \cdot P_m = 0{,}677 \cdot 465 \text{ кПа} \approx \mathbf{315} \text{ кПа}.$$

Перевірка несучої здатності: граничний опір кладки 510 мм на згин становить $r_u \approx 130...160$ кПа. Оскільки $P_{\text{екв}} = 315$ кПа $> r_u$приблизно вдвічі, **стіна товщиною 2 цегли на відстані 10 м також обвалюється** (руйнується фасад). Повне збереження стіни 510 мм без посилення починається з рубежу $R \geq 12...14$ м.

Варіант 5. Блочна стіна з автоклавного газобетону ($h = 400$ мм, D500)

Крок 1. Фізико-механічні параметри: Газобетон D500; $\rho = 600$ кг/м^3; $E_{\text{дин}} = 2{,}5$ ГПа.

Крок 2. Маса та жорсткість: $M_{\text{екв}} = 324$ кг; $K \approx 37{,}8 \cdot 10^6$ Н/м.

Крок 3. Власний період коливань:

$$T = \mathbf{0{,}0184}\text{ с} = \mathbf{18{,}4}\text{ мс}.$$

Крок 4. Визначення динамічного режиму:

$$\theta_0 = \frac{t_d}{T} = \frac{5{,}81\text{ мс}}{18{,}4\text{ мс}} = \mathbf{0{,}316}; \qquad (0{,}3 \leq \theta_0 \leq 2{,}0) \Longrightarrow \text{динамічний проміжний режим. (23)}$$

Крок 5. Розрахунок коефіцієнта динамічності ($K_{\text{дин}}$): Матеріал крихкий: $\mu = 1{,}0$. При $\mu = 1{,}0$формула динамічного відгуку переходить у пружне навантаження:

$$K_{\text{дин}} \approx 1 - \frac{1}{2 \cdot \theta_0} + 0{,}5 = 1 - \frac{1}{2 \cdot 0{,}316} + 0{,}5 = 1 - 1{,}582 + 0{,}5 = -0{,}082 \Longrightarrow \text{застосовується формула імпульсного переходу:}$$

Для суто пружної системи при $t_d/T \approx 0{,}316$точний динамічний коефіцієнт становить $K_{\text{дин}} = \pi \cdot \theta_0 \approx 3{,}1416 \cdot 0{,}316 \approx \mathbf{0{,}993}$(або $K_{\text{дин}} \approx 1{,}0$).

Крок 6. Еквівалентне статичне навантаження та перевірка:

$$P_{\text{екв}} = K_{\text{дин}} \cdot P_m = 0{,}993 \cdot 465 \text{ кПа} \approx \mathbf{462} \text{ кПа}.$$

Перевірка несучої здатності: граничний опір газобетонної стіни становить $r_u \approx 15...25$ кПа. За навантаження 462 кПа стіна зазнає **повного руйнування та дроблення на уламки**.

4. Зведена таблиця результатів розрахунку

(Загроза: КОФЗБЧ-90, $m_{\text{ТНТ}} = 56{,}25$ кг, дистанція $R = 10{,}0$ м, піковий відбитий тиск $P_m = 465$ кПа, імпульс $I_{\text{відб}} = 1350$ Па · с, $t_d = 5{,}81$ мс)

№ п/п	Тип фасадної стінки ($H = 3{,}0$ м)	Товщина h, мм	Власний період T, мс	$\theta_0 = t_d/T$	Розрахунковий режим	Допустимий μ	$K_{\text{дин}}$	$P_{\text{екв}}$, кПа	Оцінка несучої здатності та наслідки
1	Монолітний залізобетон (C25/30, затиснення)	400	5,4	1,076	Динамічний (Гілка B)	2,0	0,693	322	**Повна стійкість.** Конструкція неушкоджена, придатна до експлуатації (сховище класу A-II).
2	Збірна з/б панель (C20/25, шарнірна)	400	15,2	0,382	Динамічний (Гілка B)	2,0	0,450	209	**Стійкість забезпечено.** Тіло панелі та закладні деталі витримують (клас A-III).
3	Цегляна кладка (URM) (M100, 1,5 цегли)	380	30,6	0,190	Імпульсний (Гілка A)	1,2	0,505	235	**Руйнування.** Розкриття тріщин, втрата стійкості, обвал всередину ($P_{\text{екв}} > r_u \approx 75$ кПа).
4	Цегляна кладка (URM) (M100, 2 цегли)	510	22,8	0,255	Імпульсний (Гілка A)	1,2	0,677	315	**Важке пошкодження / обвал.** Тріщини, випинання стіни ($P_{\text{екв}} > r_u \approx 140$ кПа).
5	Блочна стіна (газобетон D500)	400	18,4	0,316	Динамічний (Гілка B)	1,0	0,993	462	**Повне руйнування.** Дроблення блоків, утворення вторинних уламків.

Порівняльний висновок (5 м проти 10 м)

1. **Зниження навантаження:** При збільшенні дистанції з 5 до 10 м піковий тиск відбиття падає з 3180 кПа до 465 кПа (у 6,8 раза), а імпульс - з 3120 до 1350 Па·с (у 2,3 раза).
2. **Збірна панель переходить у безпечну зону:** Якщо на 5 м збірна залізобетонна панель перебувала на критичній межі за міцністю закладних деталей ($P_{\text{екв}} = 744$ кПа), то на дистанції 10 м еквівалентне навантаження падає до **209 кПа**, що гарантує її цілісність.

   і ще 1
3. **Цегляні стіни залишаються небезпечними:** Попри зменшення тиску, еквівалентне навантаження на цегляні стіни (235–315 кПа) все ще перевищує їхній граничний опір на згин (75–140 кПа). Для безпечного перебування людей за неармованими цегляними стінами дистанція підриву БЧ 56,25 кг має становити не менше **12–15 метрів**.

   і ще 2